桩承式加筋路堤的改进设计方法研究

陈福全，李阿池
（福州大学土木工程学院，福建 福州 350002）

摘 要：具有深厚软土层的路堤若采用桩承加筋式复合地基，可提高地基承载力，减少路堤不均匀沉降，也可布置成疏桩，降低工程成本，在国内外得到越来越广泛的应用，但还没有可靠实用的设计计算方法，且现有的设计均忽略了桩间土的承载作用，这与工程实际有很大差别。基于三维土拱效应，改进 Hewlett 土拱效应算法，得到桩承式路堤的桩土荷载分担比，进而考虑加筋体影响以及桩间土承载作用，推导桩土应力比计算式，并将此式应用于路堤的设计。
关键词：桩承式加筋路堤；土拱效应；桩土应力比；设计方法
中图分类号：TU447 文献标识码：A 文章编号：1000－4548(2007)12－1804－05
作者简介：陈福全(1971－)，男，福建漳平人，副教授，博士。主要从事岩土工程的教学及科研工作。E-mail: phdchen@163.com

Improved design method of geosynthetic reinforced pile supported embankments on soft soil

CHEN Fu-quan，LI A-chi
(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: It was shown that geosynthetic reinforced pile supported (GRPS) embankments, which were constructed on soft soil, could improve the bearing capacity of ground, reduce differential settlements, enhance the pile efficiency, and diminish construction cost. But the theory of design method for GRPS embankments was not reliable. The bearing capacity of the soft soil was ignored in the existing methods, and it was not consonant with actual instances. Based on the idea of three-dimensional space, an improved solution of Hewlett's method for soil arching effect in piled embankments was obtained, then the function of geosynthetic layer and bearing capacity of the soft soil were considered to deduce the formula of pile-soil stress ratio, which was applied to practical design to introduce an integrated method.
Key words: geosynthetic reinforced pile supported embankment; soil arching effect; pile-soil stress ratio; design method

0 概 述

桩承式加筋路堤（geosynthetic reinforced pile supported embankments），即采用桩作为竖直向软土地基加固体并在桩顶铺设土工合成材料作为加筋垫层的路堤，以其不均匀沉降小、工程成本低等优越性，在国内外得到了越来越广泛的应用，但是迄今仍未有成熟可靠的设计方法。

对于桩承式加筋路堤的设计，存在着几个关键的问题：因土拱而传递至桩的和加筋体承担的竖向荷载比例，即桩土荷载分担比问题；由桩间加筋体承担的竖向荷载导致加筋产生的张力；以及应用于路堤工程时由于路堤产生侧向变形而产生的加筋体张力。现有四种计算方法常应于工程设计中：英国规范BS8006（British standard for strengthened/ reinforced soils and other fills）[1]、太沙基（Terzaghi）的土拱效应理论[2]、Hewlett & Randolph土拱效应理论[3]以及Guido设计方法[4]，BS8006方法最常用。然而，文献[5]的研究表明：由于现有的设计均假定桩间土没有与加筋材料接触，即所的荷载都由加筋体承担，这是保守的假定，所以与工程实际有很大的差别。尽管桩承式加筋路堤已在国内得到广泛的应用[6-8]，但国内却没有桩承式加筋复合地基的相关设计规范。

对 Hewlett[3]的土拱效应算法作出改进，推导桩承式路堤的桩土荷载分担比，进而考虑桩间软土的承载作用以及加筋体的影响，推导桩土应力比的计算式，并将此桩土应力比应用于路堤的设计。

1 考虑土拱效应的桩土荷载分担比

桩承式加筋路堤的承载机理即路堤在路堤荷载以及外部荷载的共同作用下，路堤内部力的传递与分布情况，其中包括桩与桩间土、桩与路堤填料、路堤填

基金项目：福建省教育厅 A 类科技项目（JA03149）；福建省自然科学基金项目（E0310028）
收稿日期：2006－12－20

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

料与加筋体、桩与加筋体之间的力的相互作用，而土拱效应是桩承式路堤内部力的传递与以上这几种相互作用的综合反映，因此分析路堤的承载机理，最重要的就是分析其土拱效应。

一般的桩承式路堤桩成矩形布置，其土拱模型如图 1 所示[3]，由图可知，空间土拱是以相邻对角桩的桩心距为直径的半球环，相邻土拱有部分重叠。

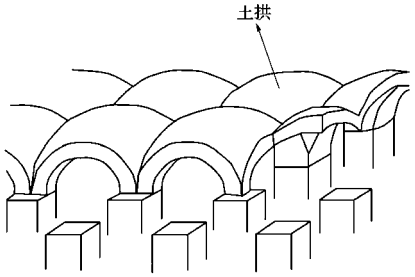


图 1 三维土拱模型示意图

Fig. 1 Model for arch action of soil

Hewlett 认为[3]，在上覆荷载的作用下，土拱的塑性点一定出现在土拱顶部的中心点或是桩帽上方的土拱处。以极限状态分析了土拱顶部单元土体和桩帽上方单元土体，得出了桩的荷载分担比的两种计算公式，取较小的桩的荷载分担比作为设计值。其中塑性点在拱顶时的桩土荷载分担比与以下本文的改进无关。

Hewlett 在塑性点出现在桩顶的桩的荷载分担比公式推导中，在计算桩顶内拱土压力时，把拱轴线简化成平面模型，于是简化了土拱模型尺寸，如图 2。本文认为土拱效应是三维空间问题，假定土拱是以对角桩的桩心连线为直径的半球环，边界条件与 Hewlett 的假定有所不同，并以此为出发点，对 Hewlett 塑性点出现在桩顶时的土拱效应计算方法作出改进。

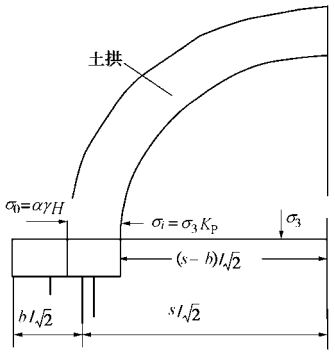


图 2 空间土拱桩顶内侧土压力计算图

Fig. 2 Lateral pressure on inside of dome of arch

当塑性点在桩顶时，取桩顶土体单元作受力分析，如图 3 所示，根据径向平衡条件，有

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_r}{\mathrm{d}r}+\frac{\sigma_r-\sigma_\theta}{r}=0 \quad , \tag{1}$$

极限平衡条件下有

$$\sigma_\theta=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\sigma_r=K_P\sigma_r \quad , \tag{2}$$

解得

$$\sigma_r=Ar^{(K_P-1)} \quad 。 \tag{3}$$

边界条件如图 3 所示，即在土拱内侧（$r=(s-b)/\sqrt{2}$）有 $\sigma_r=\sigma_i=K_P\sigma_s$，将此边界条件代入式（3），可得到桩顶上土拱径向土压力

$$\sigma_r=K_P\sigma_s\left(\frac{\sqrt{2}r}{s-b}\right)^{K_P-1} \quad , \tag{4}$$

其中，K_P 为朗肯被动土压力系数，$K_P=\dfrac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$，$\varphi$ 为土拱区内填土的内摩擦角。所以桩顶上土拱切向土压力

$$\sigma_\theta=K_P\sigma_r=K_P{}^2\sigma_s\left(\frac{\sqrt{2}r}{s-b}\right)^{K_P-1} \quad 。 \tag{5}$$

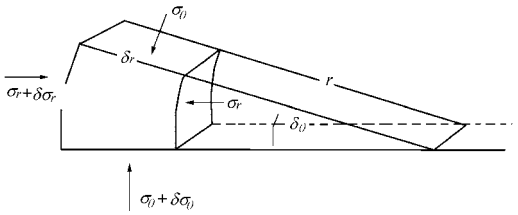


图 3 桩顶土体单元受力分析

Fig. 3 Forces on soil above a pile cap

桩顶的总压力 p_u 可由在桩帽上的 σ_θ 积分得到。一个桩帽上有四个拱脚，先计算一个土拱在桩帽上的压力，桩帽上的总压力即为一个土拱所产生的压力的 4 倍，计算简图如图 4 所示[10]。

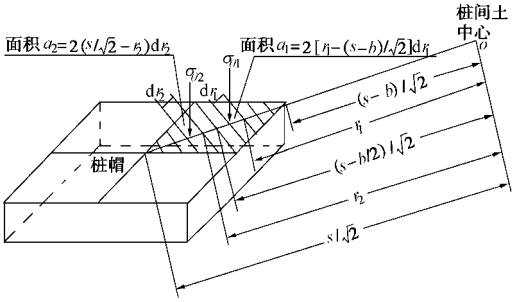


图 4 空间土拱桩顶总压力计算图[10]

Fig. 4 Forces on a pile cap[10]

图 4 中阴影部分即为单拱压力的积分范围，单拱在桩帽产生的压力

$$p_1=\int_{\frac{s-b}{\sqrt{2}}}^{\frac{s-b/2}{\sqrt{2}}}\sigma_{\theta 1}2\left(r_1-\frac{s-b}{\sqrt{2}}\right)\mathrm{d}r_1+\int_{\frac{s-b/2}{\sqrt{2}}}^{\frac{s}{\sqrt{2}}}\sigma_{\theta 2}2\left(\frac{s}{\sqrt{2}}-r_2\right)\mathrm{d}r_2 。 \tag{6}$$

将式（5）代入式（6），桩帽上的总压力为 4 倍的单拱产生的压力，所以有

$$p_u=4K_P{}^2\sigma_s\left[\int_{\frac{s-b}{\sqrt{2}}}^{\frac{s-b/2}{\sqrt{2}}}\left(\frac{\sqrt{2}r_1}{s-b}\right)^{K_P-1}2\left(r_1-\frac{s-b}{\sqrt{2}}\right)\mathrm{d}r_1+\int_{\frac{s-b/2}{\sqrt{2}}}^{\frac{s}{\sqrt{2}}}\left(\frac{\sqrt{2}r_2}{s-b}\right)^{K_P-1}2\left(\frac{s}{\sqrt{2}}-r_2\right)\mathrm{d}r_2\right]$$

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

$$=\frac{4K_{\mathrm{p}}\sigma_{\mathrm{s}}(s-b)^2}{K_{\mathrm{p}}+1}[(\frac{s}{s-b})^{K_{\mathrm{p}}+1}-2(\frac{s-b/2}{s-b})^{K_{\mathrm{p}}+1}+1]。\quad (7)$$

总平衡条件下有

$$s^2\gamma H=p_{\mathrm{u}}+\sigma_{\mathrm{s}}(s^2-b^2)\quad ,\qquad (8)$$

所以桩的荷载分担比

$$E=\frac{p_{\mathrm{u}}}{s^2\gamma H}=\frac{p_{\mathrm{u}}}{p_{\mathrm{u}}+\sigma_{\mathrm{s}}(s^2-b^2)}\quad 。\qquad (9)$$

将式（7）代入式（9），可得

$$E=\frac{D}{D+C}\quad ,\qquad (10)$$

其中，$D=4K_{\mathrm{p}}(1-\delta)[(\frac{1}{1-\delta})^{K_{\mathrm{p}}+1}-2(\frac{1-\delta/2}{1-\delta})^{K_{\mathrm{p}}+1}+1]$，$C=(1+\delta)(K_{\mathrm{p}}+1)$，

由式（10）可知，改进后的桩的荷载分担比公式和 Hewlett 的公式[3]一样包含桩帽宽与桩心距之比 δ 和朗肯被动土压力系数 K_{p} 两个参数，说明桩的荷载分担比和桩帽宽、桩心距、路堤填土的内摩擦角有关。

通过实例，对实测、Hewlett 方法、本文改进方法的桩土荷载分担比进行计算和对比，表明 Hewlett 方法稍小于实测值，本文改进后的方法略大于实测值，但与实测值更为吻合[10]。

2 考虑加筋体作用的桩土应力比

桩土应力比为复合地基中桩头平均竖向应力与桩间土中平均竖向应力的比值，常用于软土地基处理中估计从软土到桩的应力传递，反映复合地基的工作状况，是桩承式加筋路堤设计时的一个重要参数。本文上节对土拱效应算法的改进虽然有一定价值，但没有考虑加筋体的影响，未能真实反映桩承式加筋路堤的工作情况。下面将在三维土拱效应的基础上，加入考虑加筋体的影响，推导桩土应力比的计算式。

根据 Jones[1]的研究，加筋体在上部荷载的作用下，下沉曲线为悬链线，当变形较小时，加筋体的下沉形态可以用二次抛物线来模拟，若以抛物线最低点为坐标原点，相邻桩中心连线方向为 x 轴，竖直方向为 y 轴，建立的直角坐标系，加筋体的受力图如图 5 所示。取加筋体一小段微元体进行受力分析，见图 6。

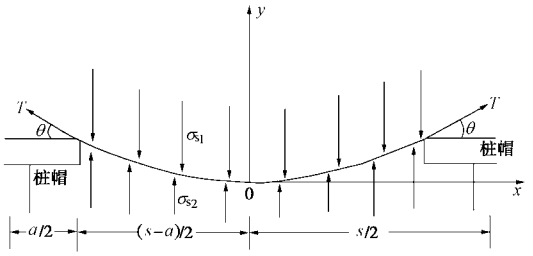


图 5 加筋体整体受力图

Fig. 5 Stress of reinforced material between piles

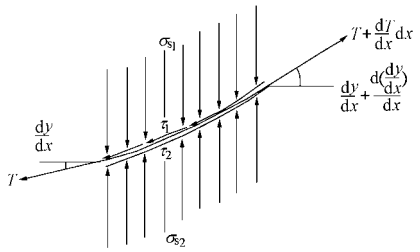


图 6 加筋体微单元体受力图

Fig. 6 Stress of reinforced material

图 5 和 6 中，σ_{s1}，σ_{s2} 分别为加筋体上、下的压应力，τ_1，τ_2 分别为加筋体上、下与桩间土的摩擦力。

根据图 5，可得抛物线方程为

$$y=\frac{4\Delta s}{(s-a)^2}x^2-\Delta s\quad ,\qquad (11)$$

式中，Δs 为桩与桩间土的沉降差。若考虑的是桩穿过软土层支撑在坚硬下卧层的情况，桩的沉降与桩间土的沉降相比很小，可忽略不计，因此这里的 ΔS 即代表桩间土的沉降，即加筋体变形后的最大挠度，可通过试验获得。

根据图 6 的受力分析，由竖向力的平衡，有

$$T\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2}+\frac{\mathrm{d}T}{\mathrm{d}x}\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}-(\tau_1+\tau_2)\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}-(\sigma_{\mathrm{s1}}-\sigma_{\mathrm{s2}})=0。\quad (12)$$

由水平向力的平衡，有

$$\frac{\mathrm{d}T}{\mathrm{d}x}-(\tau_1+\tau_2)=0\quad 。\qquad (13)$$

令加筋体与桩间土之间的摩擦力

$$\left.\begin{aligned}\tau_1&=f_1\sigma_{\mathrm{s1}}\quad ,\\ \tau_2&=f_2\sigma_{\mathrm{s2}}\quad ,\end{aligned}\right\}\qquad (14)$$

其中，f_1，f_2 分别为加筋体与上覆填土、下边桩间土的摩擦系数，其值可由拉拔试验或根据经验确定。为简化求解，可令 $f_1=f_2=f$，f 为常数。

假定桩间土反力服从 Winkler 弹性地基假设，即

$$\sigma_{\mathrm{s2}}=-Ky\quad ,\qquad (15)$$

式中，K 为基床系数（kN/m^3），y 即加筋体下凹的挠度。

联立式（11）～（15），解得

$$T=\frac{K}{2}x^2+\frac{(s-a)^2}{8\Delta s}\sigma_{\mathrm{s1}}-\frac{K(s-a)^2}{8}\quad 。\qquad (16)$$

根据定义，加筋体之上的桩间土压应力

$$\sigma_{\mathrm{s1}}=\frac{(1-E)\gamma Hs^2}{(s^2-a^2)}\quad 。\qquad (17)$$

这里，E 为桩土荷载分担比，由本文改进后的土拱效应算法即式（10）计算获得。

加筋体的作用就是把更多的路堤荷载传递给桩，于是如果计算出加筋体传给桩的这部分荷载，将这部分荷载加上原来没有考虑加筋体时的桩顶荷载，就是

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

考虑加筋体后桩顶的总荷载了。桩帽边缘，即 $x=\pm(s-a)/2$ 处，加筋体的拉力

$$T_e=\frac{(s-a)^2}{8\Delta s}\sigma_{s1} \quad 。 \tag{18}$$

桩帽顶上加筋体上、下的压应力为 σ_{p1}，σ_{p2}，则

$$\sigma_{p2}=\sigma_{p1}+\frac{2T_e\sin\theta}{a} \quad , \tag{19}$$

其中，$\sin\theta=\sqrt{\frac{\tan^2\theta}{1+\tan^2\theta}}=\frac{4\Delta s}{\sqrt{16\Delta s^2+(s-a)^2}}$。桩帽顶上加筋体上的压应力 σ_{p1} 一样可由式（10）桩体荷载分担比 E 来获得，即

$$\sigma_{p1}=E\gamma Hs^2/a^2 \quad 。 \tag{20}$$

总平衡条件下，有

$$\sigma_{s2}(s^2-a^2)=\gamma Hs^2-\sigma_{p2}a^2 \quad , \tag{21}$$

所以，加筋体下桩间土压应力

$$\sigma_{s2}=\frac{\gamma Hs^2-\sigma_{p2}a^2}{s^2-a^2} \quad 。 \tag{22}$$

根据定义，桩土应力比

$$n=\frac{\sigma_{p2}}{\sigma_{s2}} \quad 。 \tag{23}$$

综合式（16）～（23），得桩土应力比 n 的计算式：

$$n=L\frac{EM+(1-E)N}{(1-E)(M+N)} \quad , \tag{24}$$

其中，$L=\frac{1-\delta^2}{\delta^2}$，$M=(1+\delta)\sqrt{16(\frac{\Delta s}{s})^2+(1-\delta)^2}$，$N=\delta(1-\delta)$。

综上所述，最终组成桩土应力比计算式的参数有：路堤填土的内摩擦角 φ、桩帽宽 a、桩心距 s、桩土的差异沉降 Δs。桩土的差异沉降与桩土的弹性模量、加筋体的抗拉刚度与布置层数有关。

3　实际工程设计

3.1　工程概况

某路路面宽 20.0 m，路堤边坡坡度 1∶2。地基土为软土层，变形模量 E_s =3 MPa，厚不超过 8.5 m，软土层下是坚硬的硬土层，于是设计桩长为 10.0 m，穿过软土层并深入应土层 1.5 m。路堤填土取良好黏性土，经碾压夯实后重度 γ =20.0 kN/m^3，内摩擦角 φ =30°，路堤高 3.0 m，考虑交通荷载，折算后路堤总高 H =5.0 m。路堤容许工后沉降 $[s_\infty]$ =20.0 cm。

3.2　初步方案

由式（16）～（23）可知，桩帽宽与桩心距之比 $\delta=a/s$ 是影响桩土应力比大小的主要因素，一般取 $\delta=a/s$ =1/3。桩土沉降差 Δs 先用容许沉降 $[s_\infty]$ 代入，根据工程常用 s/H 范围（$0.3\le s/H\le 0.6$），可取 s =1.5～3.0 m 进行试算，根据经验以及疏桩设计思想，可先取 s =3.0 m，这样，由 $\delta=a/s$ =1/3，则 a =1.0 m。由式（10）计算出桩体荷载分担比 E 后，式（16）～（23）均可计算得到。

由 $\delta=a/s$ =1/3，φ =30°，E =0.6，根据式（24）计算得 n =11.2，又根据式（19）得 σ_{p2} =623.0 kPa，又由式（23）得 σ_{s2} =55.6 kPa。

在桩土应力比、桩顶压应力、桩间土压应力的值都较合理的情况下，便可初步确定方案。对于本例，桩可采用水泥土搅拌桩，桩间距 3.0 m，桩长 10.0 m，桩径 d=0.6 m，桩呈正方形布置 桩帽为 100 cm×（宽）100 cm×（厚）35 cm；采用土工格栅作为水平向加筋体，其抗拉刚度为 E_g =160 kN/m，抗拉强度[T]=100 kN/m，预先假设铺一层，铺于桩帽顶 30.0 cm 处。

3.3　验算

初步方案确定后开始进行验算，验算内容有：

（1）工后沉降验算

验算要求

$$s\le[s_\infty] \quad 。 \tag{25}$$

工后沉降量可根据式（20）计算，即 $s=-y=\sigma_{s2}/K$。σ_{s2} 是桩间土的平均压应力，由于桩间土中心的沉降较大，压应力也较大。$-y$ 是指相邻两桩中心连线的中点的挠度，加筋体的最大挠度并不是发生在这点，而是发生在桩间土中心（即相邻对角桩中心连线的中点），因此工后的最大沉降应为

$$s=\alpha\sigma_{s2}/K \quad , \tag{26}$$

其中，α 为修正系数，该系数反映了桩间软土固结与变形的影响，需用大量对比计算与工程实测数据统计取值[9]，一般 $2.0\le\alpha\le 3.0$。取 α =2.8，基床系数 K =3000 kN/m^3，所以 s =2.8×55.6/3000 m = 5.2 cm< $[s_\infty]$=20.0 cm，工后沉降满足要求。

（2）单桩承载力验算

验算要求

$$\sigma_p\le\alpha_p f_{p,f} \quad 。 \tag{27}$$

式中，σ_p 为单桩承载力设计值，这里为 σ_{p2}；α_p 为单桩极限承载力发挥系数，一般 $0.8\le\alpha_p\le 0.9$；$f_{p,f}$ 为单桩承载力极限值。$f_{p,f}$ 由下式确定：

$$f_{p,f}=F_s\frac{R_k^d}{A_p} \quad , \tag{28}$$

式中　R_k^d 为单桩承载力标准值，通过试验获得，试验结果 R_k^d =215 kN；A_p 为桩横截面面积，A_p =0.28 m^2；F_s 为安全系数，一般 $2.0\le F_s\le 2.5$，此处取 2.0。所以，$\sigma_p=\sigma_{p2}=623.0$ kPa<$\alpha_p f_{p,f}=0.8\times 2.0\times 215/0.28=1228$ kPa，单桩承载力满足要求。

（3）复合地基承载力验算

验算要求

$$\sigma_{sp}\le\alpha_{sp}f_{sp,f} \quad 。 \tag{29}$$

式中　σ_{sp} 为复合地基承载力设计值，$\sigma_{sp}=\gamma H$；α_{sp}

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

为复合地基极限承载力发挥系数，一般 $0.8 \le \alpha_{sp} \le 0.9$；$f_{sp,f}$ 为复合地基承载力极限值，

$$f_{sp,f} = F_s f_{sp,k} \quad , \tag{30}$$

其中，F_s 为安全系数，一般 $2.0 \le F_s \le 2.5$，此处取 2.0，$f_{sp,k}$ 为复合地基承载力标准值，由试验确定，试验结果 $f_{sp,k}$ ＝150.0 kPa。所以 $\sigma_{sp} = 20.0 \times 5.0 = 100.0$ kPa $< \alpha_p f_{p,f} = 0.8 \times 2.0 \times 150.0 = 240.0$ kPa，

复合地基承载力满足要求。

（4）加筋体抗拉强度验算

验算要求

$$T_L \le [T] \quad , \tag{31}$$

$$T_P \le [T] \quad , \tag{32}$$

其中 T_L 为加筋体实际受到的沿路堤横向的拉力；T_P 为加筋体实际受到的沿路堤纵向的拉力；由于工程所用的加筋体为纵、横向的力学性质都一样的土工格栅，所以纵、横向的抗拉强都为 $[T]$。

实际测得土工格栅的应变 ε ＝2%，于是，$T_P = \varepsilon E_g = 0.02 \times 160 = 3.2$ kN/m$<[T]=100$ kN/m，加筋体纵向抗拉强度满足要求。

加筋体在路堤横向，除了受到和纵向大小一样的拉力外，还受到路堤侧向的推力作用，此推力为朗肯主动土压力与路堤边坡部分重力在桩间土上产生的摩擦力之差，由于后者相对前者小到可以忽略不计，因此，加筋体受到的横向拉力为

$$T_L = T_P + 0.5 K_a \gamma H^2 \quad , \tag{33}$$

所以 $T_L = 3.2 + 0.5 \times 0.33 \times 20 \times 25 = 86.5$ kN/m$<[T] = 100$ kN/m，加筋体横向抗拉强度也满足要求。

3.4 优化及确定设计方案

经过验算，初步方案满足各项设计要求，只需要做一些调整便可确定为最终方案。对于设计方案的优化，要考虑到施工的方便、经济的合理、环境的保护等方面的问题，涉及面较广。结合经济及技术安全，对于初步方案的调整主要有：

（1）对于本例单桩承载力可以轻松满足要求的情况，考虑经济因素，可进一步缩小桩径到 0.55 m。

（2）路堤中心的桩承受荷载较大，在路堤横向上，靠近路堤中心的三排桩要缩短桩距到 2.5 m。

（3）在路堤横向上，为了减小路堤的侧向变形，最外侧一排桩的排布必须超出路堤坡脚。

4 结 语

基于三维土拱效应，提出了更合理的假定条件，对 Hewlett 的土拱效应理论作了改进，通过与实测数据的对比说明改进后的桩土荷载分担比更吻合实际。进而考虑桩间土的承载作用以及加筋体的影响，推导出桩土应力比的计算式。最后通过实际工程的设计计算，说明了本文所推导的桩土应力比可应用于指导实际工程设计，具有简单便捷的特点。当然还有待于进一步的工程检验。

参考文献：

[1] JONES C J F P, LOWSON C R, AYRES D J. Geotextile reinforced piled embankments[C]// HOED Den. Geomembranes and Related Products. Rotterdam: Balkema, 1990: 155－160.

[2] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Son, 1943: 66－75.

[3] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering, 1988, **21**(3): 12－18.

[4] GANGAKHEDKAR Rutugandha. Geosynthetic reinforced pile supported embankments[D]. Florida: University of Florida, 2004.

[5] RUSSELL D, PIERPOINT N. An assessment of design methods for piled embankments[J]. Ground Engineering, 1997(1): 39－44.

[6] 夏元友，芮 瑞. 刚性加固软土路基竖向土拱效应的试验分析[J]. 岩土工程学报，2006，**28**(3)：327－331. (XIA Yuan-you, RUI Rui. Experimental analysis of vertical soil arching effect of embankment reinforced by rigid[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(3): 327－331. (in Chinese))

[7] 丁国玺，王 旭. 桩承式路堤在铁路软土地基处理工程中的应用[J]. 水利与建筑工程学报，2006，**4**(1)：61－63. (DING Guo-xi, WANG Xu. Application of piled embankment in treatment of soft soil foundation of railway engineering[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2006, **4**(1): 61－63. (in Chinese)).

[8] 晏 莉，阳军生，韩 杰. 桩承土工合成材料加筋垫层复合地基作用原理及应用[J]. 岩土力学，2005，**26**(5)：821－826. (YAN Li, YANG Jun-sheng, HAN Jie. Geosynthetic-reinforced and piled-supported earth platform composite foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(5): 821－826. (in Chinese)).

[9] 饶卫国. 桩-网复合地基沉降机理及设计方法研究[D]. 北京：北京交通大学，2002：69－73. (RAO Wei-guo. Settlement mechanism and design method of pile-net composite foundation[D]. Beijing: Northern Jiaotong University, 2002: 69－73. (in Chinese)).

[10] 陈福全，李阿池，吕艳平. 桩承式路堤中土拱效应的改进Hewlett算法[J]. 岩石力学与工程学报，2007，**26**(7)：1278－1283. (CHEN Fu-quan, LI A-chi, LÜ Yan-ping. An improved solution of Hewlett's method for soil arching effect in piled embankments[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(7): 1278－1283. (in Chinese))

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net